



INGEO

Geotechnik
Grundbau
Ingenieurgeologie
Altlasten

**Neubau Fußgängerunterführung mit Aufzugs- und Treppenanlagen
am Bahnhof Friedrichshafen-Fischbach**

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Geotechnischer Entwurfsbericht

Projekt 1317G-FNM

Stadt Friedrichshafen
Abteilung Tiefbau
Charlottenstrasse 12
88045 Friedrichshafen

INGEO – MAYLE & ZIMMERMANN PARTNERSCHAFT

Beratende Geologen

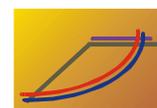
Nelkenstraße 28
72116 Mössingen

Siemensstraße 16/1
88048 Friedrichshafen

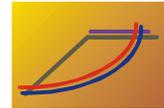
20. September 2017



Inhaltsverzeichnis	Seite
1.0 Vorbemerkungen	1
2.0 Planungs- und Arbeitsgrundlagen	1
3.0 Geotechnische Untersuchungen	2
3.1 Aufschlussarbeiten	2
3.2 Probenentnahme und Aufschlussdokumentation	3
3.3 Bodenmechanische Laborversuche	3
3.4 Abfalltechnische Untersuchungen, Laboranalytik	3
3.5 Stichtagsmessungen, Grundwasserbeprobung und -analytik	4
4.0 Darstellung der Untersuchungsergebnisse	5
4.1 Planungs- und Bestandssituation	5
4.2 Geologisch-geotechnische Situation	6
4.3 Hydrogeologischer Aufbau und Grundwasserhydraulik	8
4.4 Laborversuche, Klassifikation nach DIN 18196 und DIN EN 1997-1	9
4.4.1 Terrassen-/Beckensedimente	9
4.4.2 Grundmoränen	10
4.5 Grundwasseranalytik: Betonaggressivität nach DIN 4030, Metallangriffsgrad nach DIN 50929-3	11
5.0 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung	12
5.1 Bauwerk, geotechnische Kategorie	12
5.2 Bodenmechanische Kennwerte	14
5.3 Bemessungsgrundwasserspiegel	14
5.4 Bauwerksgründungen	15
5.4.1 Elastisch gebettete Sohl- bzw. Bodenplatten	16
5.4.2 Streifen- und Einzelfundamente, Unterführung + Aufzugsanlagen	17
5.4.3 Streifen- und Einzelfundamente, Treppenanlagen	19
5.5 Erdbebengefährdung	21

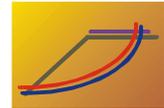


Inhaltsverzeichnis	Seite
6.0 Bauausführung	22
6.1 Aushub und Wiedereinbau	22
6.2 Baugrubensicherung und –abdichtung, Wasserhaltung.....	24
6.3 Bauwerksabdichtung.....	26
7.0 Abfalltechnische Untersuchungen und Entsorgungsempfehlung.....	27
7.1 Asphalt.....	28
7.2 Beckensedimente.....	29
7.3 Terrassensedimente.....	30
8.0 Kampfmittelproblematik	30
Tabelle 1 Charakterisierung der entnommenen Proben.....	4
Tabelle 2 Kennwerte geotechnisch relevanter Schichten.....	14
Tabelle 3 Bemessungswerte des Sohlwiderstands nach DIN 1054 (2010-12)	18
Tabelle 4 Berechnete Sohlwiderstände $\sigma_{R,d}$ für Streifenfundamente	20
Tabelle 5 Homogenbereiche, Boden- und Frostempfindlichkeitsklassen	22
Tabelle 6 Grenzlaster Verpressanker.....	25



Anlagenverzeichnis

- 1 Detailplan des Bauvorhabens mit Lage der Aufschlüsse und der Profillinie sowie Darstellung der Grundwasserhydraulik; Maßstab 1 : 250
- 2 Profil A – A mit Darstellung der geologisch-geotechnischen Situation; Maßstab L/H 1 : 100/100 (nicht überhöht)
-  3 Graphische und tabellarische Darstellung bodenmechanischer Parameter
 - 3.1 Zustandsgrenzen nach DIN 18122, Wassergehalt nach DIN 18121
 - 3.2 Kornverteilungen nach DIN 18123
- 4 Analytikergebnisse, abfalltechnische Klassifizierung, Probenentnahmeprotokolle und Laborberichte
 - 4.1 Asphalt
 - 4.2 Boden: Beckensedimente
 - 4.3 Boden: Terrassensedimente
 - 4.4 Grundwasser
- 5 Kernbohrungen: Profile und Ausbaupläne nach DIN 4023, Maßstab 1 : 50
- 6 Streifenfundamente: Grundbruch- und Setzungsberechnungen nach DIN 4017 und DIN 4019



1.0 Vorbemerkungen

Die Stadt Friedrichshafen plant im Bahnhofsbereich von Fischbach den Neubau einer Fußgängerunterführung mit Aufzugs- und Treppenanlagen. Aufgrund der zu erwartenden Baugrundverhältnisse sollten im Vorfeld geo- und abfalltechnische Untersuchungen sowie eine Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung durchgeführt werden.

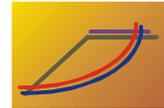
Die INGENIEURBÜRO HAISCH, BACKNANG wurde mit Ingenieurvertrag vom 23.06.2017 vom Stadtbauamt Friedrichshafen, Abteilung Tiefbau, vertreten durch Herrn Kübler, mit den geo- und abfalltechnischen Untersuchungen sowie der Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung (Grundleistungen nach HOAI 2013, Anl. 1.3.3 (2) a - c) beauftragt. Die Auftragserteilung erfolgte auf Basis des Angebotes 1317G-FNM der INGENIEURBÜRO HAISCH, BACKNANG vom 24.05.2017.

Zielsetzung der Maßnahmen ist die Erkundung und Bewertung der geotechnischen Situation im Hinblick auf die Bauwerksplanung und -ausführung. Der vorliegende geotechnische Entwurfsbericht fasst die Untersuchungsergebnisse zusammen und gibt Empfehlungen für die Bauwerksgründung sowie die Entsorgung von Aushubmaterial. Die Ergebnisse früherer Untersuchungen wurden, soweit relevant, bei der Auswertung berücksichtigt.

2.0 Planungs- und Arbeitsgrundlagen

Folgende Unterlagen wurden bei der Projektbearbeitung verwendet:

- Lageplanausschnitt Unterführung am Bahnhof Fischbach im Maßstab 1 : 200 (Entwurf Stand 27.04.2017; Ingenieurbüro Haisch, Backnang)
- Längsschnitt Unterführung im Maßstab 1 : 100 (Entwurf Stand 27.04.2017; Ingenieurbüro Haisch, Backnang)
- Längs- und Querschnitte im Maßstab 1 : 50/10 (Entwurf Stand 14.09.2017; Ingenieurbüro Haisch, Backnang)
- Geologische Karte mit Erläuterungen, Blatt 8322 Friedrichshafen, Maßstab 1 : 25 000
- [1] Kampfmittelbeseitigungsmaßnahmen/Luftbildauswertung Fischbach, Bahnhof BV Außenbahnsteige; Bericht Kampfmittelbeseitigungsdienst (KMBD) Baden-Württemberg vom 22.11.2004, Az. 14.1-1115.8/FN-1273
- [2] Projekt 1513L-M: Kanalerneuerung neue Ortsmitte, Bauabschnitt 2, Friedrichshafen-Fischbach - Luftbildauswertung hinsichtlich Kampfmittel; Bericht der INGENIEURBÜRO HAISCH, BACKNANG vom 26.05.2013



- [3] Projekt 12313G-FNM: Kanalerneuerung neue Ortsmitte, Bauabschnitt 2, Friedrichshafen-Fischbach – Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung, abfalltechnische Untersuchungen; Bericht der INGENIEURBÜRO FISCHBACH vom 16.01.2015.

3.0 Geotechnische Untersuchungen

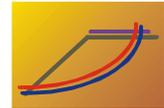
3.1 Aufschlussarbeiten

Aufgrund von Luftbildauswertungen, die von der INGENIEURBÜRO FISCHBACH sowie vom KMBD im Vorfeld durchgeführt worden waren (vgl. Berichte vom 26.05.2013 und 22.11.2004), wurde das gesamte Baufeld als Kampfmittelverdachtsfläche eingestuft, in der Blindgänger in Form von Abwurfmunition (Spreng-/Brandbomben) oder andere Kampfmittelreste vorhanden sein können. Die vorgesehenen Bohrpunkte wurden daher mittels Tiefensondierungen und Bohrlochmessungen durch einen Feuerwerker (Baugrund Süd Ges. für Geothermie mbH) überprüft und freigegeben.

Ausgehend von den derzeitigen Geländeniveaus wurden am 04.08.2017 von der Baugrund Süd Ges. für Geothermie mbH (Bad Wurzach) im Bereich der geplanten Bauwerke die Rammkernbohrungen BK1-17 bis BK3-17 im Durchmesser 190/220 mm ausgeführt. Die Endtiefen lagen jeweils in gering bis nicht verwitterten Grundmoränen und bewegten sich zwischen 6.5 und maximal 7.0 m unter Geländoberkante (GOK).

Zur Charakterisierung der lokalen Grundwassersituation wurden die Kernbohrungen BK 1-17 und BK 2-14 als Grundwassermessstelle ausgebaut. Der Ausbau erfolgte entsprechend dem Profilaufbau und den geohydraulischen Bedingungen mit Filter- und Vollrohren aus PVC DN 75. Der Ringraum wurde in der gesättigten/teilgesättigten Zone mit Filterkies verfüllt, bis zur Geländeoberkante wurde eine Abdichtung aus quellfähigem Tonmaterial (Compactonit) bzw. Zement eingebaut. Die Messstellen wurden mit einer SEBA-Verschlusskappe und einer tagwasserdichten Strassenkappe (Passavant, BK2-17) bzw. über Flur mit einem zementgefüllten Stahlrohr gesichert.

BK3-17 wurde nach Abschluss der Bohrarbeiten mit einer sulfatbeständigen Zement-Bentonit-Suspension (Füllbinder L-hs der Fa. Schwenk) verfüllt. Die ursprüngliche Verkehrsfläche wurde mit einer 50 cm mächtigen Trag-/Frostschuttschicht aus kiesigem Material und einer Oberflächenbefestigung aus 10 cm Kaltasphalt wiederhergestellt.



3.2 Probenentnahme und Aufschlussdokumentation

Zur geo- und abfalltechnischen Charakterisierung wurden aus dem Kernmaterial der Bohrungen in Abhängigkeit vom Profilaufbau insgesamt 19 gestörte Bodenproben der Güteklassen 3/4 bzw. 3–5 (nach DIN EN 1997-2) über relevante Schichtbereiche entnommen. Die Entnahme (Entnahmekategorie A, B), Behandlung, Transport und Lagerung des Probenmaterials erfolgte in Übereinstimmung mit der DIN EN ISO 22475-1 (09/2006).

Die Kernbohrungen wurden in Schichtenverzeichnissen nach EN ISO 14688-1 sowie fotografisch dokumentiert, die Darstellung der Profile und Ausbaupläne nach DIN 4023 ist in der Anlage 5 enthalten. Die Ansatzpunkte sämtlicher Aufschlüsse wurden nach Lage und Höhe (Nivellement, m üNN) eingemessen. Sie sind im einzelnen dem Planausschnitt in der Anlage 1 zu entnehmen.

3.3 Bodenmechanische Laborversuche

An ausgewählten Proben wurden folgende Laborversuche durchgeführt:

- Fließ- und Ausrollgrenze nach DIN 18 122; 2 Bestimmungen
- Kornverteilung: Siebanalyse mit Nassabtrennung nach DIN 18 123; 2 Bestimmungen
- Kornverteilung: kombinierte Sieb-/Schlammanalyse nach DIN 18 123; eine Bestimmung
- natürlicher Wassergehalt nach DIN 18 121; eine Bestimmung.

3.4 Abfalltechnische Untersuchungen, Laboranalytik

Zur abfalltechnischen Charakterisierung von Aushubmaterial wurden aus horizontspezifischen, repräsentativen Einzelproben insgesamt 3 flächenbezogene Mischproben gebildet. Die im Südwestteil der Baufläche vorhandenen Asphaltsschichten wurden mit einer Bohrkernprobe aus BK 3-17 erfasst. Die Probenentnahme ist in den Protokollen der Anlage 4 dokumentiert, die Entnahmepunkte sind im einzelnen in der Anlage 1 dargestellt. Die Entnahme, der Transport und die Lagerung sämtlicher Proben erfolgte nach derzeit gültigen Vorschriften, Normen und Richtlinien.

Die Tabelle 1 auf der nachfolgenden Seite zeigt die Zuordnung der Proben zu den Entnahmelokationen, die jeweilige Zusammensetzung sowie die analysierten Parameter.



Tabelle 1 Charakterisierung der entnommenen Proben

Flst. Nr.	Materialart	Bereich	Probenbezeichnung		Analytik
				Tiefe [m]	
226/6	Asphalt	Teilfläche Südwestseite	BK3-17/As	0.0 – 0.12	PAK (16 n. EPA)
	Auffüllung: ToB		BK2-17 und BK3-17	MP ToB	0.2 – 0.9
	Boden: Terrassen-/Becken-sedimente, Sande	Südwestseite BK1-17 und BK2-17	MP1-B	1.0 – 1.8	VwV Boden ¹ , Herbizide
	Boden: Terrassen-/Becken-sedimente, Kiese		MP2-B	1.6 – 3.4	VwV Boden
226/4	Boden: Terrassen-sedimente, Sande	Nordostseite BK1-17	BK1-17	0.3 – 1.0	SM, Herbizide

Anm.: ToB Trag-/Frostschuttschichten ohne Bindemittel n. u. nicht untersucht

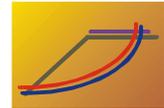
* Gesamtfraktion ohne erkennbare Grobanteile von Fremdstoffen SM Schwermetalle

Die Untersuchung der Einzel- und Mischproben erfolgte im akkreditierten Prüflabor Wessling GmbH (Walldorf). Die Analytikergebnisse und –methoden sowie die Laborberichte sind der Anlage 4 zu entnehmen. Soweit nicht anders angegeben, wurden die in den jeweiligen Vorschriften und Richtlinien angegebenen Analysenverfahren angewandt.

3.5 Stichtagsmessungen, Grundwasserbeprobung und -analytik

Zur Erfassung der Grundwasserhydraulik wurden in den Messstellen BK1-17 und BK2-17 zwei Stichtagsmessungen durchgeführt. Am 16.08.2017 wurde in BK2-17 eine qualifizierte, tiefengemittelte Pumpprobe für die nachfolgende Analytik entnommen. Die Probenentnahme erfolgte mittels einer Tauchpumpe bei Konstanz der Parameter Temperatur, pH-Wert und elektrische Leitfähigkeit. Die Proben wurden anschließend im akkreditierten Labor Eurofins Institut Jäger GmbH (Tübingen) auf die Parameter der Betonaggressivität nach DIN 4030 und des Metallangriffsgrades nach DIN 50 929/3 analysiert. Zusätzlich wurde die Probe selektiv auf Mineralölkohlenwasserstoffe ($KW_{C10-C40}$) und adsorbierbare organische Halogenverbindungen (AOX) untersucht. Die Analytikergebnisse der Grundwasserprobe sind im einzelnen in der Anlage 4.4 dargestellt.

¹ UMWELTMINISTERIUM BADEN-WÜRTTEMBERG: Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums über die Verwertung von als Abfall eingestuftem Bodenmaterial vom 14.03.2007.



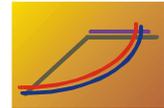
4.0 Darstellung der Untersuchungsergebnisse

4.1 Planungs- und Bestandssituation

Die geplante Unterführung quert östlich bis südöstlich des historischen Bahnhofgebäudes im Ortsteil Fischbach die Bahnstrecke Radolfzell - Lindau. Sie verbindet die Hohentwielstraße im Nordosten mit dem Bahnhofsgelände bzw. der Eisenbahnstraße im Südwesten und erstreckt sich über die Flurstücke Nr. 226, 226/4 und /6. Der Zugang zur Fußgängerunterführung erfolgt nach derzeitigem Planungsstand über unterschiedlich dimensionierte Treppenanlagen mit rechteckförmigem Umriss an der Nordost- und in Form eines Kreissegments an der Südwestseite. Für einen barrierefreien Zugang sind an den jeweiligen nordwestseitigen Enden Aufzugsanlagen vorgesehen (vgl. Anlage 1).

In den projektierten Bauwerks- bzw. Bauflächenbereichen sind unterschiedliche aktuelle Nutzungen vorhanden. Während die zentralen Abschnitte mit der Unterführung auf dem Flst. Nr. 226 Gleisanlagen aufweisen, ist die Südwestseite (Flst. Nr. 226/6) überwiegend durch Verkehrsflächen in Form von asphaltierten Parkplätzen sowie dem Zugangsbereich zum Bahnsteig charakterisiert. Im Gegensatz hierzu zeigt das Flst. Nr. 226/4 an der Nordwestseite eine Grünfläche mit älterem, teilweise dichtem Busch- und Baumbestand. Nach den vorliegenden Erkenntnissen (Katasterplan KMBD in [1], Luftbilder [2]) befanden sich auch nordöstlich sowie südwestlich der Bestandsstrecke weitere Gleise und Weichen, die zu einem unbekanntem Zeitpunkt nach 1945 zurückgebaut wurden. Bei den Untersuchungen waren im Bereich BK1-17 noch Reste der ehemaligen Gleisbettung vorhanden.

Morphologisch ist die Baufläche durch die Lage an einem sehr flachen, nach Südwesten exponierten Hang gekennzeichnet. Das ursprüngliche Geländeprofil ist jedoch durch die mit der Verkehrsinfrastruktur (Eisenbahn, Straßen) verbundenen Baumaßnahmen vollständig überprägt und daher nicht mehr erkennbar. Entlang der Nordostseite verläuft parallel zur Bahnstrecke ein Entwässerungsgraben, an den sich in Richtung Hohentwielstraße eine flache, maximal ca. 80 cm hohe Böschung anschließt. Die Südwestseite wurde durch Aufschüttungen beim Bau des Bahnsteigs mit Zugängen und Lärmschutzwänden terrassiert und nivelliert, entlang der Gleise wurde zudem eine ca. 1.4 m hohe Stützmauer errichtet. Zum Zeitpunkt der Untersuchungen differierten die Geländehöhen entsprechend zwischen ca. 412.8 und 413.3 m üNN im Bereich der südwestlichen und etwa 412.1 m üNN (Graben) bis 412.9 m üNN in den nordöstlichen Bauflächenabschnitten.



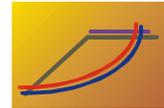
4.2 Geologisch-geotechnische Situation

Die untersuchten Bauwerksbereiche zeigen einen differenzierten Aufbau aus künstlichen Auffüllungen, die von holozänen Tal-, pleistozänen Terrassen- bzw. Beckensedimenten sowie unterschiedlich verwitterten Grundmoränen unterlagert werden.

In der Kernbohrung BK3-17, die am Rand der projektierten Zugangstreppe an der Südwestseite in der bestehenden Verkehrsfläche liegt, beginnt das Profil mit dem aktuellen Fahrbahnoberbau. Dieser zeigt eine 12 cm dicke kombinierte Asphaltdeck-/tragschicht, darunter folgen etwa 38 cm mächtige kombinierte Trag-/Frostschutzschichten ohne Bindemittel in Form von kiesig-sandigen Baustoffgemischen aus ungebrochenen Gesteinskörnungen (ToB, 0/100?).

Im Gegensatz hierzu beginnen die Bohrung BK2-17 im Bereich des südwestlichen Aufzugs und BK1-17 an der Nordostseite der Unterführung unter einem geringmächtigen, tonig- oder sandig-humosen Oberbodenhorizont mit künstlichen Auffüllungen unterschiedlicher Zusammensetzungen und Mächtigkeiten. Das Spektrum der Kornverteilungen zeigt kiesig-sandige Baustoffgemische aus ungebrochenen Gesteinskörnungen (0/45) in BK2-17, während BK1-17 durch humose Gleisschotterreste sowie Schluffe mit wechselnden Kies- und Sandanteilen und steifen Konsistenzen charakterisiert ist. Mit Ausnahme von grau-schwarzen Verfärbungen der Gleisschotterreste wurden in den Auffüllungen keine sensorischen Auffälligkeiten beobachtet. Die Gesamtmächtigkeiten bzw. die Tiefenlage der Auffüllungsbasis differieren zwischen 0.3 m unter GOK in BK1-17 und maximal 0.9 m unter GOK in BK2-17.

Den weiteren Profilaufbau bildet eine Serie quartärer Tal- und Terrassensedimente in verschiedenen Ausprägungen, die sich lateral verzahnen und eine typische vertikale Gradierung aufweisen (fining-upward-Sequenz). In den südwestlichen Bauwerksabschnitten (BK2-17, BK3-17) bestehen die oberen Horizonte bis etwa 1.2 m unter GOK aus Tonen mit hohen Anteilen an organischer Substanz in Form von Pflanzen- und Schalenresten. Teilweise sind auch Übergänge zu vollständig bis stark zersetzten Torfen vorhanden. Die gesamte Abfolge ist genetisch als holozäne Talsedimente einzuordnen und keilt nach den Aufschlussprofilen in den zentralen bis nordöstlichen Bauflächenbereichen aus bzw. wurde hier im Zuge des Bahnbaus entfernt. Zur Tiefe hin folgt eine Serie von würmzeitlichen Terrassensedimenten, die sich in den südwestlichen Bauflächenabschnitten möglicherweise bereits mit Beckensedimenten verzahnen. Die im Großteil der Baufläche vorhandenen Terrassensedimente werden von einer Wechsellagerung aus Sanden und Kiesen mit insgesamt geringen Feinanteilen (Ton + Schluff)

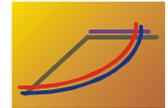


und einem Korngerüst der Grobfraction gebildet. Die Lagerungsdichten bewegen sich nach örtlichen Erfahrungswerten im Bereich locker bis mitteldicht. In BK3-17 bestehen diese aus Fein- bis Mittelsanden in einer schluffigen, gering kohäsiven Feinkornmatrix mit weichen Konsistenzen sowie punktuell erhöhten organischen Anteilen. Die gemischtkörnige Ausbildung stellt möglicherweise bereits den Übergang zu den südwestlich und westlich der Eisenbahnstraße nachgewiesenen Beckensedimenten dar.

Bedingt durch die Reduktion in Folge der künstlichen Auffüllungen weisen die Terrassen-/Beckensedimente innerhalb der Baufläche mit ca. 1.75 m in BK1-17 und maximal 2.7 m in BK3-17 deutlich variierende Mächtigkeiten auf. Entsprechend der Randsituation fehlen die nichtbindigen Horizonte im Südwestteil bzw. gehen hier in die gemischtkörnigen Beckensedimente über. Betrachtet man die Basis der Abfolgen, so zeigen diese einen \pm kontinuierlichen Anstieg in Richtung Nordosten von ca. 409.65 in BK3-17 auf 410.23 m üNN in BK1-17. Mit den vorliegenden Daten deutet sich generell eine Begrenzung der Terrassensedimente im Bereich der Hohentwielstraße an.

Den Abschluß der Profile bilden bis zur jeweiligen Endtiefe würmzeitliche Grundmoränen, die ein charakteristisches Verwitterungsprofil mit einer ausgeprägten vertikalen Gliederung aufweisen. In den höheren Abschnitten dominieren gelblichbraune, teilweise grau marmorierte Schluffe mit insgesamt geringen Ton-, Sand-, Kies- und Steingehalten, die mit zunehmender Tiefe einen Farbwechsel nach graubraun sowie zunehmende Anteile der Grobfraction zeigen. Die Abfolge entspricht vollständig bis stark verwittertem Grundmoränenmaterial der Verwitterungsstufen W5–W3 (Geschiebelehm). In einer Tiefe von rund 5 m unter GOK erfolgt in allen Aufschlüssen ein Übergang in graue bis dunkelgraue Schluffe mit erhöhten Kies- und Steinanteilen, die als gering bis schwach verwitterte Grundmoränen (Verwitterungsstufen W2-W1, Geschiebemergel) einzuordnen sind. Charakteristische Merkmale des gesamten bindigen Grundmoränenprofils sind Kies- und Steinkomponenten mit starker Kantenrundung und einer prägnanten, durch Schleifspuren strukturierten Oberfläche. Es können jedoch auch einzelne gröbere Gerölle bzw. Festgesteinsblöcke auftreten.

Bei den Materialkonsistenzen war ein tiefen- und verwitterungsabhängiges Verteilungsmuster zu beobachten. Während die vollständig bis stark verwitterten Grundmoränen durch steife bis halbfeste, vereinzelt (BK3-17) auch weiche Konsistenzen charakterisiert waren, zeigten die Verwitterungsstufen W2-W1 eine vertikale Zonierung mit halbfesten Konsistenzen in den höheren und halbfesten bis festen Konsistenzen in den tieferen Horizonten.



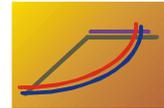
Der geologisch-geotechnische Aufbau im Bauwerksbereich ist in den Profilen der Anlagen 2 und 5 dargestellt.

4.3 Hydrogeologischer Aufbau und Grundwasserhydraulik

Grundwasserführung trat während der Bohrarbeiten nur in BK2-17 und BK3-17 an der Südwestseite innerhalb der kiesig-sandigen Terrassensedimente sowie der Beckensedimente auf. In BK1-17 an der Nordostseite waren die entsprechenden Sandhorizonte der Terrassensedimente ab etwa 1.8 m unter GOK lediglich durch hohe Sättigungsgrade gekennzeichnet. Die in den Messstellen BK1-17 und BK2-17 bei einer Stichtagsmessung am 16.08.2017 registrierten Potentialhöhen (Grund-/Druckwasserspiegel) differierten zwischen 2.55 m und 2.41 m unter Pegeloberkante, entsprechend 410.47 m üNN und 410.69 m üNN.

Nach den vorliegenden Informationen wurde der parallel zur Hohentwielstraße an der Nordostseite des BV verlaufende Regenwasserkanal DN300 als Dränageleitung ausgeführt. Zur Verifizierung potentieller hydraulischer Verbindungen zum Grundwasser in den Terrassensedimenten wurde am 13.09.2017 eine weitere Stichtagsmessung durchgeführt, bei der auch die Schächte 61865038 und 61865039 des Regenwasserkanals (s. Anlage 1) einbezogen wurden. Um eine Wasserführung in Folge von Niederschlägen auszuschließen, wurde der Messzeitpunkt nach einer Trockenwetterphase angesetzt. Die in BK1-17 und BK2-17 registrierten Potentialhöhen lagen bei 410.78 bzw. 410.69 m üNN, in den Schächten 038 und 039 war Wasserführung mit minimalen Strömungsgeschwindigkeiten vorhanden, die entsprechenden Spiegelhöhen wurden mit 410.76 bzw. 410.63 m üNN ermittelt.

Nach den Untersuchungsergebnissen ist davon auszugehen, daß die Terrassen- und Beckensedimente im Untersuchungsareal einen inhomogenen, lokal begrenzten Grundwasserleiter mit freien bis (halb)gespannten (?) Druckverhältnissen bilden. Entscheidend für die Geohydraulik sind die Geometrie und der Aufbau mit einem Wechsel aus höher und gering durchlässigen Horizonten. Nach Nordosten weist der Aquifer entlang der Hohentwielstraße mit den bindigen Grundmoränen einen weitgehend undurchlässigen Rand auf, der sich in nördlicher Richtung mindestens bis zur Kapitän-Wagner-Straße erstreckt. Auf Basis der vorliegenden Messdaten zeichnen sich an der Nordostseite der Baufläche zusätzlich laterale hydraulische Verbindungen zum Regenwasserkanal ab, aus denen zumindest eine temporäre Dränage- und Vorflutfunktion resultiert. Mit den Daten der Stichtagsmessung 13.09.2017 ergeben sich für den



überwiegenden Teil der Baufläche vorherrschend westliche bis westnordwestliche Grundwasserfließrichtungen, die im wesentlichen vom Verlauf des Aquiferrands dominiert werden. Entlang der Nordostseite manifestiert sich der Einfluß und die Dränagewirkung des Regenwasserkanals durch einen markanten Richtungswechsel der Grundwasserisolinien bzw. der Fließrichtungen nach Nordnordosten bis Nordosten (vgl. Anlage 1). Analog hierzu bewegen sich die hydraulischen Gradienten bei $i \approx 0.01$ in den zentralen Bau- bzw. Aquiferbereichen, während in Richtung Kanaldränage eine signifikante Zunahme auf Werte von ca. 0.04 bis 0.07 vorhanden ist. Die im Untersuchungszeitraum ermittelten Potentialhöhen lassen efluente Verhältnisse erkennen, d. h. es fand eine Grundwasserinfiltration aus dem Quartäraquifer in den Kanal statt. Bei Niedrigwasserverhältnissen können mit der Einspeisung von Oberflächenwasser in den Aquifer auch influente Bedingungen auftreten.

Die Aquifercharakteristik mit geringen durchschnittlichen Mächtigkeiten von etwa 1 m und einer räumlich begrenzten Ausdehnung mit kleinem Einzugsgebiet lässt Rückschlüsse auf mittlere Durchlässigkeiten und geringe Ergiebigkeiten bzw. Speicherkapazitäten zu. Aus den bei der Probenentnahme in der Messstelle BK2-17 registrierten Daten der Wiederanstiegsphase resultiert mit den Auswerteverfahren nach THEIS (single well, variable discharge) ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f \approx 2.3 \cdot 10^{-4}$ m/s. Die aus den Kornverteilungen mit verschiedenen Methoden (BEYER, HAZEN-NAHRGANG, KOZENY-KÖHLER, VUCOVIC-SORO) berechneten mittleren Durchlässigkeitsbeiwerte k_f bewegen sich zwischen ca. $5 \cdot 10^{-4}$ m/s für Sande und Kiese mit geringen Feinkornanteilen und etwa $6 \cdot 10^{-5}$ m/s für stark schluffige Sande.

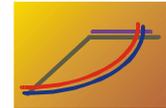
Die Grundwasserhydraulik ist in der Anlage 1 exemplarisch für die Potentialhöhen vom 13.09.2017 dargestellt. Weiterführende Aussagen zur hydrogeologischen Situation oder Grundwasserhydraulik sind auf Basis der durchgeführten Untersuchungen nicht möglich.

4.4 Laborversuche, Klassifikation nach DIN 18196 und DIN EN 1997-1

Zur geotechnischen Charakterisierung wurden insgesamt 6 Proben aus den Terrassen-/Beckensedimenten sowie den Grundmoränen bearbeitet. Die Versuchsergebnisse und Kenndaten der Proben sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 dargestellt.

4.4.1 Terrassen-/Beckensedimente

Die Kornverteilung der Mischprobe BK2-17/MP, die aus den kiesigen Terrassensedimenten entnommen wurde, zeigt mit 50.0 bzw. 48.9 Gew.% nahezu äquivalente Sand und Kiesanteile.



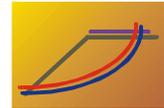
Bei Feinkornanteilen (Schluff + Ton) von 1.1 Gew.% ist das Material nach DIN EN ISO 14688-2 (2013-12) als Sande der Bodengruppe grSa im Übergang zu Kiesen saGr zu charakterisieren. Mit den Kennzahlen $C_u = 21.0$ und $C_c = 0.2$ resultiert nach DIN 18196 eine Klassifikation als intermittierend gestufte Sande bzw. Kiese der Bodengruppen SI, GI.

Die Kornverteilung der sandigen Horizonte, die mit der Probe B1-17/1-2m erfasst wurden, weist mit 50.4 Gew.% eine Dominanz der Sand- gegenüber der Kiesfraktion auf, die nur bei 35.2 Gew.% liegt. Mit Feinkornanteilen von 9.9 Gew.%, die bis auf minimale Tongehalte von rund 0.3 Gew.% nahezu ausschließlich aus der Schlufffraktion bestehen, ist das Material nach DIN EN ISO 14688-2 (2013-12) als Sande der Bodengruppen grSa zu typisieren. Nach DIN 18196 ergibt sich eine Klassifikation als schwach schluffige Sande der Bodengruppe SU. Unter Einbeziehung der Kennzahlen $C_u = 18.8$ und $C_c = 1.0$ ist nach DIN 18196 auch eine Typisierung als weit gestufte Sande der Bodengruppe SW möglich.

Die Sand-Schluff-Gemische der Beckensedimente sind aufgrund der bodenmechanisch wirksamen Feinkornmatrix ($\leq 0.063\text{mm}$) als gemischtkörniges Material einzustufen. In der Kornverteilungskurve der untersuchten Probe BK3-17/1.8-3.0m dominieren die Feinanteile (Schluff + Ton) mit 39.0 Gew.% nur geringfügig gegenüber der Sandfraktion, die sich bei 36.1 Gew.% bewegt. Die Kiesanteile betragen 24.9 Gew.% und bestehen ausschließlich aus der Fein- und Mittelkiesfraktion. Nach DIN EN ISO 14688-2 (2013-12) resultiert eine Zuordnung zu gemischtkörnigen Böden der Gruppen grsasiS bzw. grsaciS. Auf der Basis von DIN 18 196 ist das Material als stark schluffige Sande der Bodengruppe SU* zu typisieren.

4.4.2 Grundmoränen

Die Proben aus der Verwitterungsstufe W3 zeigen deutlich abweichende Materialparameter, bedingt durch die Variabilität in der Zusammensetzung der Grundmoränen. Mit Fließgrenzen von 29.7% und 36.8% sowie Plastizitätszahlen $I_p = 0.10$ und 0.19 resultiert nach DIN 18196 entweder eine Klassifizierung als leichtplastische Tone im Übergang zu Sand-Ton-Gemischen oder als mittelpplastische Tone, entsprechend den Bodengruppen TL, ST, TM. Die labortechnisch bestimmten Konsistenzzahlen variieren ohne Überkornkorrektur von steif ($I_c = 0.88$) bis halbfest ($I_c = 1.08$) und korrelieren weitgehend mit den qualitativ im Gelände festgestellten Konsistenzen. Im W2-W1 (Probe BK2-17/5.8-6.0m) erreicht bzw. unterschreitet der natürliche Wassergehalt bereits die materialspezifische Schrumpfgrenze, woraus eine feste Konsistenz abzuleiten ist.



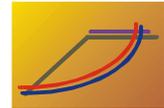
Zusammenfassend ergeben sich für die einzelnen Schichten folgende Materialklassifikationen (Boden- und Felsgruppen nach DIN 18196 bzw. DIN EN 1997-1 und DIN EN ISO 14688-2/-1):

- **Auffüllungen:** kiesig-sandige Baustoffgemische aus ungebrochenen Gesteinskörnungen 0/100 (? , ToB) und 0/45, steinige Kiese mit Gleisschotterresten, lockere bis mitteldichte Lagerung; leichtplastische Tone, steif; Bodengruppen GW, GU bzw. Gr, saGr und TL, (A).
- **Talsedimente:** Tone mit organischen Beimengungen, partiell auch vollständig bis stark zersetzte Torfe, überwiegend weich, partiell auch weich/steif; Bodengruppen OT, HZ.
- **Terrassen-/Beckensedimente, gemischtkörnig:** Sand-Schluff-Gemische, Feinkornmatrix leichtplastische Tone, partiell mit organischen Beimengungen, weich; Bodengruppen SU*, TL, ST bzw. grsasiS, grsaclS.
- **Terrassensedimente, nichtbindig:** weit bis intermittierend gestufte Sande und Kiese sowie schwach schluffige Sande mit Korngerüst, lockere bis mitteldichte Lagerung; Bodengruppen SW, SI, SU, GW, GI bzw. grSa, saGr.
- **Grundmoränen, vollständig bis stark verwittert** (Verwitterungsstufen W5-W3): leicht bis mittelplastische Tone sowie Sand-Ton-Gemische, kiesig-steinig, steif bis halbfest, in den oberen Abschnitten vereinzelt auch weich; Bodengruppen TL, ST, TM.
- **Grundmoränen, gering verwittert** (Verwitterungsstufen W2-W1): leicht plastische Tone, halbfest, in den tieferen Abschnitten fest; Bodengruppe TL, vereinzelt auch Gerölle (X) und Festgesteinsblöcke möglich (Y).

4.5 Grundwasseranalytik: Betonaggressivität nach DIN 4030, Metallangriffsgrad nach DIN 50929-3

Die in der Messstelle BK2-17 entnommene Grundwasserprobe wies mit Ausnahme einer erhöhten Natrium- und Chloridkonzentration von 53.1 bzw. 52 mg/l (Streusalzeinträge?) keine Auffälligkeiten bei den untersuchten Parametern auf. Das Grundwasser im Bauwerksbereich ist nach DIN 4030-1 (2008-06) als nicht betonangreifend einzustufen, die entsprechenden Grenzwerte der relevanten Parameter werden nicht überschritten. Die Bewertung des Metallangriffsgrades nach DIN 50929-3 zeigt im Unterwasserbereich mit $W_0 = 2.3$ jeweils sehr geringe Wahrscheinlichkeiten für Mulden- und Lochkorrosion sowie Flächenkorrosion. An der Wasser-/Luftgrenze mit ergibt sich mit $W_1 = 0.3$ ebenfalls eine sehr geringe Wahrscheinlichkeit für Mulden-, Loch- und Flächenkorrosion.

Die in der Probe zusätzlich analysierten Summenparameter adsorbierbare organisch gebundene Halogene (AOX) als Index für Chlorherbizide wie z. B. Atrazin sowie Mineralölkohlenwasserstoffe



(C₁₀-C₄₀) lagen mit Konzentrationen von < 0.02 bzw. < 0.1 mg/l jeweils unterhalb der stoffspezifischen Nachweisgrenze. Die Ergebnisse der Grundwasseranalytik sind in der Anlage 4.4 in tabellarischer Form dargestellt.

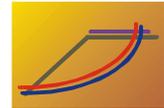
5.0 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

5.1 Bauwerk, geotechnische Kategorie

Nach den vorliegenden Plänen ist davon auszugehen, daß die projektierte Personenunterführung als Rahmenkonstruktion in Ort- bzw. Stahlbeton ausgeführt wird. Bei einem rechteckförmigen Querschnitt betragen die Innenabmessungen 4.0 m in der Breite und 2.80 – 2.87 m in der Höhe, die Gesamtlänge ist mit ca. 13.2 m angegeben. Die Gründung soll über eine 40 cm starke, elastisch gebettete Sohl- bzw. Bodenplatte mit 0.5 - 1% Längsneigung nach Südwesten erfolgen, die Wand- bzw. Deckenstärken sind ebenfalls mit 40 cm konzipiert. Bezogen auf die Schwellenoberkante der künftigen Bahnleise beträgt die Überdeckung des Bauwerks etwa 1 m.

Für einen barrierefreien Zugang sind an den jeweiligen Enden und in der Mitte der Verlängerung sowie am östlichen Ende der bestehenden Unterführung insgesamt zwei Aufzugsanlagen vorgesehen. Die Anlagen sind jeweils getrennt vom Rahmenbauwerk an der Nordwestseite der Zugänge bzw. Treppenanlagen angeordnet (vgl. Anlage 1). Die konstruktive Ausführung erfolgt als Schachtbauwerke in Stahlbeton mit 35 cm Wandstärke, die jeweils über eine 50 cm starke Sohl- bzw. Fundamentplatte gegründet werden. Bei rechteckförmigen Grundrissen betragen die maximalen Bauwerks- bzw. Fundamentabmessungen 3.2 m x 3.8 m.

Die Treppenanlage an der Südwestseite ist nach derzeitigem Planungsstand als Kreissegment bzw. Quadrant mit einem Radius von rund 14 m festgelegt. Die Gründung sollte im ersten Entwurf mittels 30 cm breiter Streifenfundamente erfolgen, die entsprechend der Treppensteigung in unterschiedlichen Höhenniveaus angeordnet sind und Einbindetiefen von etwa 0.8 bis maximal 1.25 m aufweisen. Im Längsschnitt vom 14.09.2017 ist die Treppe in das Unterführungsbauwerk integriert, welches entsprechend um rund 7.4 m nach Südwesten verlängert wurde. Zusätzlich ist hier ein Pumpensumpf vorgesehen, die konstruktive Ausführung erfolgt als Schachtbauwerk mit einer 40 cm starken Sohl- bzw. Fundamentplatte und 40 cm Wändbreite.



Der Zugang an der Nordostseite der Unterführung inklusive Treppe ist konstruktiv als Trogbauwerk ausgelegt, die Abmessungen betragen ca. 15 m in der Länge und 3.5 m in der Breite. Die Gründung der tieferen, direkt an die Unterführung anschließenden Abschnitte erfolgt über die entsprechend durchgehende Sohlplatte, für die Treppen sind analog zur Südwestseite Streifenfundamente anzunehmen (vgl. Profil in Anlage 2).

Nach den Planunterlagen sind für die einzelnen Bauwerke folgende Fussbodenniveaus (OK RFB) festgelegt:

- | | |
|--|--------------|
| . Unterführung Südwestseite, Übergang Treppe | 408.34 m üNN |
| . Unterführung Nordostseite, Ende | 408.41 m üNN |
| . Aufzug Südwestseite | 407.09 m üNN |
| . Aufzug Nordostseite | 407.15 m üNN |
| . Pumpensumpf Südwestseite | 406.63 m üNN |

Die geplanten Bauobjekte und Baugrundverhältnisse sind nach DIN 1054 (2010-12) der geotechnischen Kategorie 2 zuzuordnen.



5.2 Bodenmechanische Kennwerte

Auf Basis der durchgeführten Gelände- und Laborversuche sowie DIN 1055-2 (2010-11) und Erfahrungswerten können für die geotechnisch relevanten Schichten folgende charakteristische bodenmechanische Kennwerte angenommen werden:

Tabelle 2 Kennwerte geotechnisch relevanter Schichten

Schicht	Boden- gruppe	Lagerungsdichte Konsistenz	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ'^{++} [°]	c'^{++} [kN/m ²]	c_u^{++} [kN/m ²]	E_s^* [MN/m ²]
Auf- füllungen	GW, GU	locker	18.0	-	30.0	-	-	40 - 60
		mitteldicht	21.0	-	32.5	-	-	60 - 80
	TL	steif	19.5	-	20.0	0 - 2	0 - 10	4 - 8
Tal- sedimente	OT	weich (- steif)	15.5 - 17.0	-	15.0	2 - 5	5 - 20	1 - 3
	HZ	-	11.0	-		-		
Terrassen- sedimente	SW, SI, SU	locker	17.0 - 19.5	9.5	30.0	-	-	25 - 50
	GW, GI	mitteldicht	19.0 - 21.0	11.0	32.5	-	-	50 - 80
Becken- sedimente	SU*, TL, ST	weich	19.0	9.0	25.0	0 - 2	5 - 10	10 - 25
Grund- moränen W5-W3	TL, ST, TM	steif - halbfest	20.5	-	25.0	5 - 10	25 - 40	8 - 16
W2-W1	TL	halbfest	21.5	-	25.0	15	40	15 - 25
		halbfest - fest	22.5	-		20	50	25 - 35

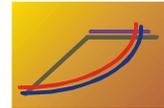
Anm.: TL, SU* Bodengruppe n. DIN 18196
W5-W3 Verwitterungsstufen

* $\sigma = 50 - 200 \text{ kN/m}^2$

** vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes im Sinne von DIN 1054!

5.3 Bemessungsgrundwasserspiegel

Die im Untersuchungszeitraum in den Terrassensedimenten registrierten Grundwasserspiegel bewegten sich ca. 2.6 m (Südwestseite) bis 2.8 m (Nordostseite) oberhalb der geplanten Gründungs- bzw. Sohl-niveaus des Unterführungsbauwerks. Im Bereich der Aufzugsanlagen wurden ca. 4.1 - 4.5 m erreicht. Basierend auf den vorliegenden Daten und den Annahmen zur



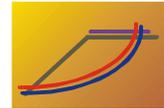
Geohydraulik ist für Berechnungen in der Tragwerksplanung nach derzeitigem Kenntnisstand ein Bemessungsgrundwasserspiegel von 411.20 m üNN anzusetzen.

Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Aquiferbasis rund 1.7 – 2.2 m über dem Sohlniveau der Unterführung liegt, d. h. das Bauwerk bindet nicht vollständig in das Grundwasser ein. Dies gilt entsprechend auch für die Aufzugs- und Treppenanlagen. Bezogen auf den Bemessungsgrundwasserspiegel und die Aquiferbasis ergeben sich in den relevanten Bauwerksbereichen Einbindetiefen zwischen ca. 1.0 - 1.5 m (vgl. Profil in der Anlage 2). Voraussetzung hierfür ist allerdings der Einbau von weitgehend undurchlässigem Material mit entsprechender Verdichtung in den Arbeitsräumen, um die Ausbildung von Grundwasserumströmungen zu verhindern (vgl. Ausführungen unter Pkt. 6.1).

5.4 Bauwerksgründungen

Die Bauwerke können wie geplant als Flachgründungen mit elastisch gebetteten Sohl-/Bodenplatten oder Streifen- und Einzelfundamenten realisiert werden. Mit den projektierten konstruktiven Gesamtstärken der Sohl-/Bodenplatten bzw. Einbindetiefen der Fundamente resultieren für die einzelnen Bauwerke - ohne Berücksichtigung statischer oder geotechnischer Erfordernisse – unterschiedliche Gründungshorizonte. Während das Sohlniveau der Unterführung durchgehend in den stark verwitterten Grundmoränen (W3, Geschiebelehm) liegt, werden mit den Aufzugsanlagen bereits die Verwitterungsstufen W2-W1 (Geschiebemergel) erreicht. Die Fundamente der Treppenanlage an der Südwestseite binden je nach Höhenlage in Grundmoränen der Verwitterungsstufen W2-W1 oder W4-W3 ein, am oberen Ende erfolgt die Gründung im Übergang von den Tal- zu den Beckensedimenten. An der Nordostseite bewegen sich die Sohlniveaus bei vergleichbarer Gründung in Grundmoränen der Verwitterungsstufen W5-W3, in den höheren Abschnitten dagegen in nichtbindigen Terrassensedimenten. Bezogen auf den Bemessungsgrundwasserspiegel und die Aquiferbasis resultieren für die Bauwerke variierende Einbindetiefen in das Grundwasser von etwa 0.6 - 1.5 m (vgl. Profil in der Anlage 2).

Sämtliche Bauwerke und Bauwerksteile müssen in der Lage sein, den aus der Hinterfüllung sowie angrenzenden Bodenbereichen resultierenden Erddruck aufzunehmen. Die Erddruckberechnungen sind nach DIN 4085 vorzunehmen, dabei können die in Tabelle 2 angegebenen Materialparameter verwendet werden. Basierend auf einer konstruktiven Ausführung als Rahmenbauwerk (Unterführung) bzw. kastenförmige Stützkonstruktionen (Zugänge mit Flügelwänden) sind diese nach Tabelle A.2 der DIN 4085 (2011-05) als unnachgiebig einzustufen, zur Bemessung ist ein erhöhter aktiver Erddruck mit $E'_{ah} = 0.25 \times E_{ah} +$



$0.75 \times E_{0h}$ anzusetzen. In Abhängigkeit von der Ausführung der Bauwerkshinterfüllungen in den Arbeitsräumen ist eventuell auch ein Verdichtungserddruck oder Silodruck zu berücksichtigen, bezüglich Ansatz und Berechnung wird auf die Ausführungen in DIN 4085, Pkt. 6.6.1 und 6.6.2 und dem Merkblatt Bauwerkshinterfüllung², Pkt. 4.1 verwiesen. Falls Nachweise zu erhöhter Erddruckeinwirkung aus dynamischen Einwirkungen wie Verkehrslasten oder Erdbeben erforderlich sind, wird auf DIN 4085, Pkt. 6.6.3 bzw. DIN EN 1998-5, Pkt. 7 verwiesen.

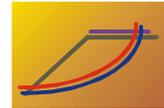
Aushub- und Gründungssohlen, insbesondere in den Grundmoränen, sind gegen Niederschlagswasser, Austrocknung und Frost zu schützen, um eine weitergehende Verwitterung und Entfestigung des Materials zu verhindern. Der Aushub auf die endgültigen Sohl-tiefen ist jeweils erst unmittelbar vor Einbau der Sauberkeitsschicht vorzunehmen. Maßnahmen zur Gewährleistung einer frostsicheren Gründungstiefe sind auch während des Bauzustandes vorzusehen.

5.4.1 Elastisch gebettete Sohl- bzw. Bodenplatten

Die Bemessung elastisch gebetteter Sohl- bzw. Bodenplatten kann über Verfahren mit verformungsabhängiger Sohldruckverteilung (Steife- oder Bettungsmodulverfahren) vorgenommen werden. Zur Berechnung können für die unterlagernden Schichten die in Tabelle 2 genannten Steifemodule verwendet werden.

Basierend auf der in den Planunterlagen angegebenen Bauwerksgeometrie mit einer konstruktiven Plattenstärke von 35 cm sowie den dargestellten geotechnischen Verhältnissen bzw. Gründungshorizonten wurden die Bettungsmodule für die Unterführung im Rahmen einer überschlägigen Berechnung mittels finiter Elemente (FE-Methode) ermittelt. Ausgehend von einem starren Rahmenbauwerk mit Überschüttung wurde die Sohlplatte in den Berechnungen als nicht getrenntes Gesamtsystem für den Lastfall ständige (g_k) + veränderliche Lasten aus Verkehr (q_k , UIC 71) angesetzt, potentielle dynamische Lasten aus dem Bahnverkehr wurden nicht berücksichtigt. Mit den genannten Randbedingungen ergeben sich für gering belastete Abschnitte mit entsprechend niedrigen Sohlspannungen von ca. 20 – 75 kN/m² Bettungsmodule von $k_s \approx 3 - 8 \text{ MN/m}^3$. In höher belasteten Bereichen treten bei Sohlspannungen bis maximal etwa 200 kN/m² analog auch zunehmende Bettungsmodule in der Größenordnung von

² FORSCHUNGSESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN: Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke. – Ausgaben 1994.



10 - 15 MN/m³ entlang der Plattenränder und 25 – 30 MN/m³ in den Ecken auf.

Falls die Gründungen der Aufzugsanlagen als Sohlplatten berechnet werden, können bei vergleichbaren Lastwerten und -verteilungen analog die oben genannten Bettungsmodule angesetzt werden.

Da beim gegenwärtigen Planungsstand jedoch noch keine Angaben zur Statik, insbesondere den tatsächlich auftretenden Vertikal- und ggf. Horizontalkräften vorliegen, sollten die ks-Werte jedoch nur im Rahmen einer **Vorbemessung** der jeweiligen Bauwerke verwendet werden. Die Ermittlung bauwerksspezifischer **Bemessungswerte** sowie von Durchbiegungen/Setzungen und Sohlspannungen ist erst nach Vorliegen detaillierter Angaben aus der Tragwerksplanung mittels Setzungsberechnungen nach DIN 4019 (SLS, Gebrauchstauglichkeit) möglich.

5.4.2 Streifen- und Einzelfundamente, Unterführung + Aufzugsanlagen

Die Bemessungswerte für den Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ von Streifen- und Einzelfundamenten mit lotrechtem und mittigem Lastangriff können in einfachen Regelfällen nach DIN 1054 (2010-12) aufgrund von Erfahrungswerten festgelegt werden. Die Anwendung setzt bei Gründung in bindigem und gemischtkörnigem Material steife Konsistenzen und in nichtbindigem Material mitteldichte Lagerung bis in eine Tiefe, die der 2-fachen Fundamentbreite entspricht, mindestens jedoch bis 2 m unter UK Fundament, voraus. Weiterhin ist ein annähernd horizontaler Verlauf der Geländeoberfläche erforderlich.

Nach den Untersuchungsergebnissen sind diese Kriterien jedoch nur im Bereich des Unterführungsbauwerks sowie der Aufzugsanlagen erfüllt. Die hier im Spannungseinflussbereich der Gründungen vorhandenen Grundmoränen weisen steife bis halbfeste Konsistenzen auf, mit zunehmender Tiefe ist ein Übergang in halbfestes bis festes Material vorhanden. Unter den genannten Voraussetzungen ist davon auszugehen, dass Baugrund und Bauwerke ausreichende Sicherheiten für die Tragfähigkeit (Grenzzustände ULS/GEO-2 n. DIN 1054) und Gebrauchstauglichkeit (Setzungsbegrenzung, Grenzzustand SLS n. DIN 1054) aufweisen.

Für Streifen- und Einzelfundamente mit Breiten b bzw. $b' = 0.5$ bis 2.0 m, die in Grundmoränen gründen, können in Abhängigkeit von den Konsistenzen und Einbindetiefen folgende Bemessungswerte für $\sigma_{R,d}$ angesetzt werden:



Tabelle 3 Bemessungswerte des Sohlwiderstands nach DIN 1054 (2010-12)

Gründungshorizont	Konsistenz	min. Einbindetiefe d			
		≥ 0.5 m	≥ 1.0 m	≥ 1.5 m	≥ 2.0 m
Grundmoränen W5-W3 TL, TM, ST	steif - halbfest	210 kN/m ²	250 kN/m ²	300 kN/m ²	340 kN/m ²
Grundmoränen W2-W1 TL	halbfest	240 kN/m ²	290 kN/m ²	350 kN/m ²	390 kN/m ²

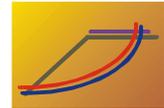
Anm.: TL Bodengruppe n. DIN 18196

Betrachtet man die Sohlplatten der Aufzugsanlagen statisch als rechteckförmige Einzelfundamente mit den unter Pkt. 5.1 genannten Abmessungen, die mit Einbindetiefen von $d = 0.3$ m in den Verwitterungsstufen W2-W1 gründen, kann nach einer überschlägigen Berechnung ein Bemessungswert von $\sigma_{R,d} = 350$ kN/m² angesetzt werden.

Die Bemessungswerte gelten für die ständige Bemessungssituation BS-P, bei Anwendung für die vorübergehende Bemessungssituation BS-T liegen sie auf der sicheren Seite. Zwischenwerte für andere als in der Tabelle 3 genannte Fundamentbreiten oder Einbindetiefen können durch lineare Interpolation ermittelt werden. Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_L : b_B$ bzw. $b'_L : b'_B \leq 2$ und Kreisfundamenten können die Bemessungswerte für $\sigma_{R,d}$ um 20% erhöht werden. Bei Fundamentbreiten > 2 bis 5 m sind die jeweiligen Tabellenwerte um 10% je Meter zusätzlicher Fundamentbreite zu reduzieren.

Bei Anwendung der Bemessungswerte muß die Neigung der charakteristischen Sohldruckresultierenden die Bedingung $\tan \delta = H/V \leq 0.2$ einhalten. Weiterhin muß der Nachweis gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (Grenzzustand EQU) erfüllt sein.

Die Setzungsbeträge infolge ständiger Lasten sind von den effektiven Sohlspannungen, den Fundamentabmessungen sowie der im Gründungsniveau anzusetzenden Materialkonsolidierung infolge Vorbelastung (überkonsolidierte Grundmoränen) abhängig. Bei Ansatz der Bemessungswerte und mittig belasteten Fundamenten mit Breiten bis 1 m können diese in der Größenordnung von $< 0.5 - 1$ cm abgeschätzt werden. Größere Fundamentbreiten bis 2 m können zu entsprechend höheren Setzungen im Bereich von 2 cm führen. Bei exzentrisch belasteten Fundamenten treten Verdrehungen auf, die entsprechend DIN 1054 A 6.6.5 nachzuweisen sind, falls sie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wesentlich



beeinflussen. Zur Minimierung von Setzungsbeträgen und Setzungsunterschieden auf bauwerksverträgliche bzw. zulässige Maximalwerte wird eine konstruktive Bewehrung der Fundamente empfohlen. Einzelfundamente sollten über entsprechende Stahlbetonbalken konstruktiv eingebunden werden.

Nach DIN 1054 sind ausreichende Sicherheiten für die Tragfähigkeit (Versagen durch Grundbruch, ULS) und Gebrauchstauglichkeit (Setzungsbegrenzung, SLS) nachgewiesen, wenn die Bedingung $\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d}$ erfüllt ist. $\sigma_{E,d}$ entspricht dem Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung, der sich aus der ungünstigsten Einwirkungskombination ergibt; bzgl. der Ermittlung wird auf die Ausführungen in DIN 1054, A 6.10.1 A(3) verwiesen. Bei exzentrisch belasteten Fundamenten treten zudem Verdrehungen auf, die entsprechend DIN 1054 A 6.6.5 nachzuweisen sind, falls sie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wesentlich beeinflussen.

5.4.3 Streifen- und Einzelfundamente, Treppenanlagen

Im Gegensatz zum Unterführungsbauwerk erfolgt die Gründung der Treppenanlage auf der Südwestseite entweder in weichen, organischen Tal- und Beckensedimenten oder partiell in locker gelagerten Terrassensedimenten. Insbesondere die Tal- und Beckensedimente stellen verformungsaktive Horizonte mit unzureichenden Tragfähigkeits- und Setzungseigenschaften dar, in Abhängigkeit von den effektiven Sohlspannungen können hier bauwerksrelevante Setzungsbeträge bzw. -differenzen auftreten. Der Effekt wird durch die stark abweichenden Konsolidierungsgrade der Gründungshorizonte verstärkt. Im Gegensatz zu den Grundmoränen, die als überkonsolidiert einzustufen sind, ist bei den Tal- und Beckensedimenten von einer geringen Konsolidierung auszugehen, bei Erstbelastung ist hier mit entsprechend höheren Setzungsbeträgen zu rechnen. Zudem liegen die Fundamente im Endzustand in einer Böschung, bei Teilabschnitten ist Grundwassereinbindung bzw. Auftrieb vorhanden.

Die Sohlwiderstände $\sigma_{R,d}$ wurden deshalb über einen Nachweis der Grenzzustände ULS/GEO-2 (Tragfähigkeit) und SLS (Gebrauchstauglichkeit) nach DIN 1054 ermittelt. Hierzu wurden Grundbruch- und Setzungsberechnungen nach DIN 4017 (2006) und 4019 für Streifenfundamente mit Breiten b bzw. $b' = 0.3 - 1.0$ m und Einbindetiefen $d = 1.5$ m bzw. 1.0 m durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten jeweils für die ständige Bemessungssituation BS-P. Berechnungsgrundlage sind die in Tabelle 2 genannten Bodenkennwerte der einzelnen Schichten, zudem wurde jeweils der Bemessungswasserspiegel angesetzt. Potentielle Horizontallasten wurden mit $H_k/V_k = 0.1$, das Verhältnis ständige zu veränderliche Lasten



ebenfalls mit 0.1 berücksichtigt. Die Berechnungsergebnisse sind in der Anlage 6 graphisch und tabellarisch dargestellt.

Aus den Berechnungen resultieren in Abhängigkeit von den Breiten b bzw. b' und den jeweiligen Gründungshorizonten die in der Tabelle 4 genannten Werte für $\sigma_{R,d}$. Sie gelten mit den o. g. Einschränkungen für die ständige Bemessungssituation BS-P, bei Anwendung für die vorübergehende Bemessungssituation BS-T liegen sie auf der sicheren Seite. Zwischenwerte für andere Fundamentbreiten können durch lineare Interpolation ermittelt werden. Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_L : b_B$ bzw. $b'_L : b'_B \leq 2$ und Kreisfundamenten können die Bemessungswerte für $\sigma_{R,d}$ um 20% erhöht werden.

Tabelle 4 Berechnete Sohlwiderstände $\sigma_{R,d}$ für Streifenfundamente

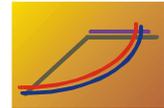
Gründungshorizont	min. Einbindetiefe d	Fundamentbreite b bzw. b'			
		≥ 0.3 m	≥ 0.5 m	≥ 0.7 m	≥ 1.0 m
Beckensedimente SU*, TL, ST; weich	≥ 1.5 m	50 kN/m ²	55 kN/m ²	55 kN/m ²	55 kN/m ²
Grundmoränen W5-W3 TL, TM, ST; steif-halbfest	≥ 1.0 m	80 kN/m ²	85 kN/m ²	90 kN/m ²	100 kN/m ²

Anm.: TL Bodengruppe n. DIN 18196

Die Setzungsbeträge infolge ständiger Lasten bewegen sich in Abhängigkeit von den effektiven Sohlspannungen im Bereich von ≤ 0.5 cm in den Beckensedimenten, in den Grundmoränen tendieren die Setzungen aufgrund der Vorbelastung gegen Null (vgl. Anlage 6).

Falls für die Fundamente in den Beckensedimenten mit den angegebenen $\sigma_{R,d}$ -Werten keine ausreichenden Sicherheiten nach DIN 1054 nachweisbar sind, wird eine Tiefergründung bis in die unterlagernden Grundmoränen der Verwitterungsstufen W5-W3 empfohlen. Die baugrundbedingten Differenzen zwischen Gründungshorizont und konstruktiv erforderlichen Fundamenten können als Bodenaustausch mit Beton C12/C15 (Magerbeton) bzw. unbewehrte Gründungskörper ausgeführt werden. Zur Gewährleistung der erforderlichen Austausch- bzw. Einbindetiefen wird eine gutachterliche Abnahme der Gründungssohlen empfohlen.

Unabhängig von der Gründungsvariante ist für die Bauwerksabschnitte, die in den Becken- und Terrassensedimenten unterhalb des Bemessungsgrundwasserspiegels liegen, die Sicherheit



gegen Auftrieb bzw. Aufschwimmen (Grenzzustand UPL) nachzuweisen. Hierzu wird auf die Ausführungen in 6.8 A (3) und A10.2.2 der DIN 1054 (2010-12) verwiesen.

Sollte eine Gründung über Fundamente erfolgen, die die unter Pkt. 5.4.2 und 5.4.3 genannten Voraussetzungen nicht erfüllen, ist die Bemessung über Nachweise der Grenzzustände GEO-2/ULS (Gleit- und Grundbruchsicherheit nach DIN 4017) und SLS (Setzungsberechnungen nach DIN 4019) vorzunehmen. Dies gilt auch für den Fall, dass keine Bemessung der Fundamente mit den angegebenen Tabellenwerten erfolgt.

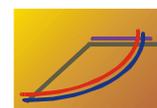
5.5 Erdbebengefährdung

Das Bauvorhaben befindet sich nach DIN EN 1998-1/NA (2010-12/2011-01) und der Karte der Erdbebenzonen für Baden-Württemberg (Ausgabe 2005) in der Erdbebenzone 2 bzw. Untergrundklasse S, Gebiet tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung. Die geotechnischen Verhältnisse können in die Baugrundklasse C eingeordnet werden.

Bauwerke wie Unterführungen sind weder im EC8/DIN EN 1998 nicht erfasst. Nach DIN EN 1998-5, Anhang NA.G.1, können die Zugänge aufgrund der konstruktiven Merkmale der Kategorie „einfache Stützbauwerke mit nicht mehr als 4 m Stützhöhe und einer Geländeneigung < 10°“ zugeordnet werden. Für diese ist ein vereinfachter rechnerischer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1998-5, Anhang E zulässig.

Falls rechnerische Nachweise zur Erdbebensicherheit bzw. Standsicherheit (Grenzzustand der Tragfähigkeit) erforderlich sind, können für statische und erdstatische Berechnungen folgende Annahmen zugrunde gelegt werden:

- Referenz-Spitzenwert d. Bodenbeschleunigung a_{gR} 0.6 m/s²
- Bedeutungsbeiwert γ_I 1.0 (?)
- Untergrundparameter S C-S 0.75



6.0 Bauausführung

6.1 Aushub und Wiedereinbau

Das bei Tiefbau- und Spezialtiefbaumaßnahmen anfallende Material kann nach DIN 18300 (2015-08), DIN 18301 und ZTVE-StB 09³ in die nachfolgend genannten Homogenbereiche sowie Boden- und Frostempfindlichkeitsklassen eingestuft werden. Zusätzlich sind die Bodenklassen der nicht mehr gültigen DIN 18300 (2006-10) angegeben.

Tabelle 5 Homogenbereiche, Boden- und Frostempfindlichkeitsklassen

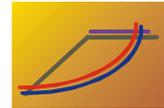
DIN 18300 (2015) Homogenbereich		DIN 18196 DIN EN 1997-1	DIN 18300 (2006)	DIN 18301	ZTVE-StB 09
A	Oberboden	-	1	-	-
B1	Auffüllungen, ToB	GW, GU Gr, saGr	3	BN 1	F1: nicht frostempfindlich F2: gering bis mittel frostempfindlich
B2	Auffüllungen, Gleisschotter				
C	Talsedimente	OT, HZ	3	BB 2, BO 1	F2: gering bis mittel frostempfindlich
D	Becken- sedimente	SU*, TL, ST grsasiS, grsaciS	4	BN 2	F3: sehr frostempfindlich
E	Terrassen- sedimente	SW, SI, SU, GW, GI grSa, saGr	3	BN 1	F1: nicht frostempfindlich
F1	Grundmoränen W5-W3	TL, ST, TM	4	BB 2, 3 BS 1**	F3: sehr frostempfindlich F2: gering bis mittel frostempfindlich
F2	Grundmoränen W2-W1	TL, X, Y	4, 5**	BB 3, 4 BS 1, 3**	F3: sehr frostempfindlich

Anm.: TM, GU* Bodengruppe n. DIN 18 196

** bei Steinanteilen >30 Gew.% bis 0.01m³ (63-200mm) oder <30% von 0.01-0.1m³ (200-600mm)

Mit Ausnahme der Homogenbereiche A, B2, C und D ist das Aushubmaterial aufgrund der

³ BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. – ZTVE-StB 09, Fassung 2009.

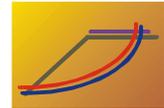


bodenmechanischen und erdbautechnischen Eigenschaften prinzipiell zum Wiedereinbau geeignet. Es kann in den Hinterfüllbereichen der Bauwerke (Arbeitsräume) oder in der Verfüllzone von Leitungsgräben sowie für Geländeaufschüttungen verwendet werden. Für eine ausreichende Verdichtung sollte bei bindigem und gemischtkörnigem Material der Einbauwassergehalt etwa dem optimalen Wassergehalt w_{Pr} (+1 bis -2%) entsprechen. Falls erforderlich, kann bei halbfesten Konsistenzen wie in den Grundmoränen (Homogenbereiche F1, F2) eine Befeuchtung und bei weichen Konsistenzen eine Materialverbesserung durch Einmischen von hydraulischen Bindemitteln (z. B. Kalkhydrat) vorgenommen werden.

Zur Vermeidung einer Umströmung der Bauwerke sollten die Arbeitsräume möglichst durchgehend mit bindigem Material, z. B. Grundmoränen, verfüllt werden. Falls eine entsprechende Verwendung vorgesehen ist, muß das Aushubmaterial bis zum Wiedereinbau gesichert zwischengelagert werden, um eine Reduzierung der erdbautechnischen Qualität zu vermeiden. Nach den ZTVE-StB 09 muß das Material sowohl bei starren als auch biegeweichen Rahmenbauwerken in gleichmäßigen Lagen und mit beidseitig symmetrischer Verteilung eingebaut und ausreichend verdichtet werden. Der Höhenunterschied beim Hinterfüllen darf ohne rechnerischen Nachweis 0.5 m nicht übersteigen. Die maximalen Schütthöhen richten sich nach den eingesetzten Verdichtungsgeräten und können mit 15 cm bis maximal 30 cm angegeben werden. Nach den ZTVE-StB 09 ist im Hinterfüllbereich unabhängig vom verwendeten Einbaumaterial ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ vorgegeben. Bei bindigen und gemischtkörnigen Böden ist zusätzlich ein Luftporenanteil $n_a \leq 12 \text{ Vol.}\%$ mit und $n_a \leq 8 \text{ Vol.}\%$ ohne Bodenverbesserung einzuhalten. Die genannten Einbau- und Verdichtungskriterien stellen Mindestanforderungen dar und sind durch entsprechende Kontrollprüfungen im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung nachzuweisen. Bei Verwendung des empfohlenen Einbaumaterials kann zur Kontrolle der Verdichtungsanforderungen mittels dynamischer Plattendruckversuche näherungsweise ein Verformungsmodul von $E_{vd} \geq 35 \text{ MN/m}^2$ verwendet werden.

Für Verwertungsmaßnahmen im Rahmen des Wiedereinbaus vor Ort ist eine Zustimmung der zuständigen Behörden erforderlich. Nicht verwendeter Aushub ist nach den geltenden abfallrechtlichen Bestimmungen zu entsorgen (Verwertung oder Beseitigung, vgl. Pkt. 7.0).

Zum Aufbau von ungebundenen Trag- oder Frostschutzschichten in Verkehrsflächen (Wege, Stellplätze) sind entweder Baustoffgemische aus Gesteinskörnungen (z. B. 0/32 oder 0/45 gem.



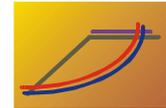
TL SoB-StB) oder aus nichtbindigem, natürlich anstehendem Bodenmaterial (z. B. Boden-
gruppen GW, GI nach DIN 18 196) mit entsprechender Zertifizierung zu verwenden. Bezüglich
Bemessung und Verdichtungsanforderungen wird auf die ZTVE-StB 09 und RStO 12⁴ verwiesen.

6.2 Baugrubensicherung und –abdichtung, Wasserhaltung

Nach derzeitigem Planungsstand können im überwiegenden Teil der erforderlichen Baugrube
aufgrund der räumlichen und geotechnischen Situation weder die nach DIN 4124 vorgegebenen
Böschungskriterien noch die nach DIN 4123 (2013-04) festgelegten Bodenaushubgrenzen zu
angrenzenden Bestandsgebäuden und Verkehrswegen eingehalten werden. Die maximale
Baugrubentiefe beträgt in Abhängigkeit vom Bauwerksabschnitt etwa 4.5 – 6.5 m, außerdem
kann die Baugrubensohle in der Nordosthälfte je nach hydrologischen Verhältnissen bis zu 3.5
m unterhalb des Grund /Druckwasserspiegels einbinden.

Zur konstruktiven Sicherung der Baugrube sind daher temporäre Verbaumaßnahmen in
Kombination mit einer Abdichtung erforderlich. Im vorliegenden Fall wird der Einsatz eines
verformungsarmen Stahlspundwandverbau empfohlen, die Abdichtung wird durch die
Einbindung der Spundwandprofile in die unterlagernden bindigen Grundmoränen erreicht. Die
Einbinde- bzw. Einspanntiefen richten sich nach den statischen Erfordernissen, in Abhängigkeit
von den zulässigen Verschiebungen und Verformungen muß der Verbau eventuell zusätzlich
rückverankert werden. Die Spundbohlen sind mittels eines geeigneten, möglichst
erschütterungsarmen Verfahrens (Vibrieren, Einpressen) einzubauen. Entscheidendes Kriterium
sind neben den eingesetzten Schlosdichtungen auch die zulässigen Erschütterungen im Bereich
benachbarter Bauwerke und deren Gründungen. Die Spundwandschlösser sind entweder
werkseitig oder auf der Baustelle mit geeignetem Dichtungsmaterial zu verfüllen, um eine
Minimierung der Wasserdurchlässigkeiten zu erreichen. Da die Grundmoränen in entsprechender
Tiefe halb feste bis feste Konsistenzen aufweisen sowie große Gerölle oder Festgesteinsblöcke
enthalten können, sind vor Einbau der Profile entsprechende Auflockerungsbohrungen
vorzusehen. Der Verbau kann eventuell auch mit einer Böschung im oberen Teil kombiniert
werden, um eine Reduzierung der freien Wandhöhe und damit der erforderlichen Einbindetiefe
zu erreichen. Vor Beginn der Verbau- oder Aushubmaßnahmen sind entsprechende
Kampfmitteluntersuchungen durchzuführen (vgl. Pkt. 8.0).

⁴ BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. – RStO 12,
Ausgabe 2012.



Für Verpressanker können aus den Erfahrungsdiagrammen von OSTERMAYER je nach Lage und Länge der Verpreßstrecke die in der Tabelle 6 genannten charakteristischen Mantelwiderstände $\tau_{M,k}$ (Grenz- bzw. Bruchlasten) abgeleitet werden. Die Werte gelten für Anker mit mindestens 2-facher Nachverpressung und einer Überlagerung ≥ 4 m, Zwischenwerte für andere Verpreßkörperlängen können linear interpoliert werden.

Tabelle 6 Grenzlasten Verpressanker

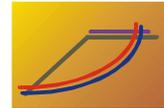
Horizont Verpresskörper	Konsistenz	Verpresskörperlänge		
		$l_0 = 5$ m	$l_0 = 7$ m	$l_0 = 9$ m
Grundmoränen W2-W1	halbfest - fest	400 kN/m ²	330 kN/m ²	280 kN/m ²

Bemessung, Entwurf und Ausführung des Verbausystems sind nach DIN 4124 (2012-01), DIN 4085 und den EAB⁵ vorzunehmen. Für Spundwände gelten zusätzlich die DIN EN 1993-5/NA (2010-12) und DIN EN 12063 (1999-05). Bei der Berechnung sind die in der Tabelle 2 angegebenen Bodenkennwerte der einzelnen Schichten anzusetzen. Für die Ausführung von Verpreßankern gilt die DIN EN 1537 (2001-01) in Verbindung mit E DIN 18 537. Die Bohrungen sind nach Möglichkeit im Trockenbohrverfahren herzustellen, um eine Aufweichung des bindigen Bodenmaterials und Reduzierung der Mantelwiderstände auszuschließen.

Zur Kontrolle des Verformungsverhaltens wird an relevanten Gebäuden und Verkehrsanlagen eine Beobachtung und ein Beweissicherungsverfahren, gegebenenfalls auch die Durchführung von Erschütterungsmessungen, empfohlen. Ergänzend wird hierzu auf die ATV DIN 18305 (2000) verwiesen.

Zur Entleerung der Baugrube im Zuge der Aushubmaßnahmen sowie die Erfassung von Grundwasserzutritten infolge Leckagen undichter Spundwandschlösser und Oberflächenwasser ist eine Wasserhaltung erforderlich. Ausgehend von den Baugrubenabmessungen und Durchlässigkeiten sowie insgesamt geringen Absenkbeträgen kann eine offene Wasserhaltung oder eine Horizontalabsenkung eingesetzt werden. Die Horizontalabsenkung erfolgt mittels einer ausreichend dimensionierten Drainageleitung, die in einen entlang des Verbaufußes umlaufenden Graben eingebaut wird. Für die Ausführung von Wasserhaltungsmaßnahmen ist eine wasserrechtliche Erlaubnis erforderlich.

⁵ DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK (HRSG.): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ – EAB, 5. Auflage 2012.



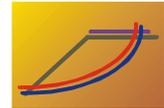
Für Baugrubenböschungen, die unter der Voraussetzung ausreichender Grenzabstände und Einhaltung der DIN 4124 (2012-01) und der DIN 4123 (2013-04) ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit oberhalb des Bemessungsgrundwasserspiegels angelegt werden, kann in den Auffüllungen, Tal-, Becken- und Terrassensedimenten eine Böschungsneigung von maximal 45° vorgesehen werden. Unverbaute Baugrubenböschungen sind durchgehend mit Folien abzudecken, um den Zutritt von Oberflächenwasser und eine Entfestigung des feuchtigkeits- und frostempfindlichen bindigen oder eine Austrocknung des kiesig-sandigen Bodenmaterials (Verlust der Kapillarkohäsion) zu verhindern. Ein Aufbringen zusätzlicher Lasten in den rückwärtigen Böschungsbereichen ist zu vermeiden. Hinsichtlich der Mindestabstände von Baumaschinen und –geräten wird auf die DIN 4124 (2012-01) verwiesen.

6.3 Bauwerksabdichtung

Da zumindest Teilabschnitte der Bauwerke dauerhaft unterhalb des Grundwasserspiegels liegen, wird eine Abdichtung erdberührter Bauteile durch Ausführung aus Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (WU-Beton) empfohlen. Nach der WU-Richtlinie des DafStb⁶ können die Verhältnisse der Beanspruchungsklasse 1 „drückendes Grundwasser, das einen (auch zeitlich begrenzten) hydrostatischen Druck ausübt“ zugeordnet werden.

Alternativ ist eine Bemessung und Ausführung der Bauwerksabdichtung entsprechend DIN 18195-6 (2011-12) für den Lastfall „von außen drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser ohne Dränung“ möglich. Die wasserdruckhaltende Abdichtung ist im Regelfall mindestens 30 cm über die Geländeoberfläche auszuführen, im Endzustand dürfen 15 cm nicht unterschritten werden. Bei der Ausführung von Bauwerksabdichtungen über Bewegungsfugen sind die Vorgaben der DIN 18195-8 (2011-12) zu beachten.

⁶ DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: Wasserundurchlässige Bauwerke aus WU-Beton (WU-Richtlinie); 11/2003 mit Berichtigungen 03/2006.



7.0 Abfalltechnische Untersuchungen und Entsorgungsempfehlung

Das bei den Baumaßnahmen in den Aushubbereichen anfallende Material (Asphalt, Boden) ist gemäß KrW/AbfG als Abfall einzustufen und muss nach den geltenden rechtlichen Bestimmungen entsorgt werden (Verwertung oder Beseitigung). Im Falle der Beseitigung ist die Überlassungspflicht gegenüber dem jeweiligen öffentlich-rechtlichen Entsorger im Rahmen der Abfallwirtschaftssatzung zu beachten und das obligatorische Nachweisverfahren nach §43 KrW/AbfG in Verbindung mit den Vorgaben der Nachweisverordnung (i. d. R. Entsorgungsnachweis mit Begleitscheinen) durchzuführen.

Grundlage der abfallrechtlichen Einstufung sind die Deponieverordnung (DepV)⁷, die Spiegeleinträge⁸ zur Einstufung von gefährlichen und nicht gefährlichen Abfällen sowie die VwV Boden, außerdem die Handlungshilfen für die Verwertung von Baustoffrecyclingmaterial (Baustoff-RC)⁹ und Gleisschotter¹⁰ sowie für die Beseitigung von Abfällen mit organischen Schadstoffen¹¹. In Abhängigkeit von der Einstufung durch die zuständigen Behörden oder betreiberspezifische Annahmekriterien einzelner Deponien können sich auch andere Entsorgungswege ergeben. Es wird empfohlen, die Aushubmaßnahmen mit fachtechnischer Begleitung durchzuführen, um eine Zuordnung der einzelnen Abfallarten zu den Entsorgungsmöglichkeiten zu gewährleisten.

Es wird darauf hingewiesen, daß der Untersuchungsumfang in Bezug auf das geschätzte Aushubvolumen von insgesamt ca. 1.200 m³ lediglich Stichprobencharakter besitzt. Die zentralen Abschnitte im Bereich der Bahngleise waren im Zuge der Untersuchungen nicht zugänglich, relevante Abfallarten wie Gleisschotter konnten daher nicht beprobt und analysiert

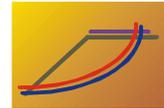
⁷ BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT: Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung - DepV) – Verordnung vom 27.04.2009 mit Änderungen vom 02.05.2013.

⁸ MINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERKEHR BADEN – WÜRTTEMBERG: Zuordnung von Abfällen zu Abfallarten aus Spiegeleinträgen – Vorläufige Vollzugshinweise (Stand: 28.10.2002).

⁹ MINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERKEHR BADEN-WÜRTTEMBERG: Vorläufige Hinweise zum Einsatz von Baustoffrecyclingmaterial – Erlass vom 13.04.2004/2013.

¹⁰ UMWELTMINISTERIUM BADEN-WÜRTTEMBERG: Handlungshilfe für die Verwertung von Gleisschotter – Stand März 2008.

¹¹ MINISTERIUM FÜR UMWELT, KLIMA UND ENERGIEWIRTSCHAFT BADEN-WÜRTTEMBERG: Handlungshilfe für Entscheidungen über die Ablagerbarkeit von Abfällen mit organischen Schadstoffen – Stand Mai 2012.



werden. Nach den LAGA PN98 ist im Regelfall beim genannten Volumen die Untersuchung von 100 m³-Chargen, entsprechend 12 Laborproben (10 Misch- und 2 Sammelproben) erforderlich. Eine Reduzierung ist nur bei gleichbleibender Homogenität des Abfalls möglich. Es wird daher als Mindestumfang eine Separierung des Aushubmaterials aus den oberen Schichten, entsprechend den Homogenbereichen B1, C und Teilbereichen von E mit anschließender gesicherter Zwischenlagerung in Haufwerken und abfalltechnischer Untersuchung empfohlen. In Abhängigkeit von den Ergebnissen ist zu entscheiden, ob für die Grundmoränen, die ca. 40% des Aushubs darstellen und nach örtlichen Erfahrungen in die Einbaukonfiguration Z0/Z0* einzustufen sind, ebenfalls Untersuchungen erforderlich sind.

Ausnahme bilden die auf der Südwestseite im Bereich der Treppenanlage vorhandenen Becken- und Terrassensedimente (Homogenbereiche D, E), für die eine Aushubmenge von ca. 100 – 150 m³ bzw. 200 – 250 m³ abgeschätzt werden kann. In Verbindung mit dem Homogenitätskriterium ist hier die vorliegende Beprobung und Untersuchung nach Ansicht des Gutachters als repräsentativ und ausreichend zu bewerten.

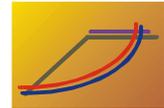
Auf Basis der vorliegenden Analytikergebnisse resultieren für die einzelnen Ausbaumaterialien unterschiedliche Entsorgungsmöglichkeiten.

7.1 Asphalt

Die untersuchte Probe BK1-17/As aus den Asphaltdeck-/tragschichten auf der Südwestseite zeigte nur eine minimale PAK-Summenkonzentration (nach EPA) von 0.84 mg/kg TS.

Die in den Spiegeleinträgen zur Einstufung von gefährlichen Abfällen festgelegten Zuordnungswerte für PAK (200 mg/kg TS) und für Benzo(a)pyren (50 mg/kg) werden nicht erreicht bzw. deutlich unterschritten. Die genannten Asphalttschichten sind als teerfrei und daher als nicht gefährlicher Abfall einzustufen. Vergleicht man die PAK-Summenkonzentrationen mit den Zuordnungswerten der Baustoff-RC bzw. der Handlungshilfe organische Schadstoffe und der DepV, so wird der entsprechende Z1.1- bzw. DK0-Wert eingehalten.

Aus gutachterlicher Sicht kann der Ausbauasphalt mit der AVV-Schlüsselnummer 17 03 02 (Bitumengemische mit Ausnahme derjenigen, die unter 17 03 01 fallen) verwertet werden. Nach



den RuVA-StB 01-2005¹² ist das Material in die Verwertungsklasse A einzustufen, hier kann eine Aufbereitung als Zuschlag für Heißmischgut in einer Mischanlage für teerfreien Asphalt erfolgen. Bei bautechnischer Eignung ist alternativ auch eine Verwertung als Deponieersatzbaustoff oder eine Beseitigung in der entsprechenden Deponieklasse möglich.

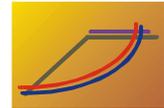
Die Analytikergebnisse sind im einzelnen der Anlage 4.1 zu entnehmen.

7.2 Beckensedimente

Die sensorisch unauffällige Mischprobe MP1-B aus den Beckensedimenten auf der Südwestseite wies bei allen Summen- und Einzelparametern Feststoffkonzentrationen unterhalb der jeweiligen Z0-Zuordnungswerte der VwV Boden für Sand auf. Ausnahme bilden die Schwermetalle Chrom ges. und Nickel, die sich unter den entsprechenden Z0* IIIA-Werten bewegten. Im Eluat lagen sowohl der pH mit 8.1 sowie die elektrische Leitfähigkeit von 46 µS/cm ebenfalls im Zuordnungsbereich Z0 (vgl. Anlage 4.2). Das Material ist als unbelastet einzustufen und kann mit der AVV Schlüssel-Nr. 17 05 04 (Boden und Steine mit Ausnahme derjenigen, die unter 17 05 03 fallen; nicht gefährlicher Abfall) und kann nach den Vorgaben der VwV Boden in der Einbaukonfiguration Z0* IIIA verwertet werden.

Bei entsprechender bautechnischer Eignung ist ein offener Einbau entweder in technischen Bauwerken oder in bodenähnlichen Anwendungen, z. B. im Landschaftsbau oder bei der Verfüllung von Rohstoffabbauen (Abgrabungen), möglich. Bei letzteren ergeben sich jedoch bei Z0* IIIA-Material zusätzliche Einschränkungen hinsichtlich der Einbaubedingungen. So ist oberhalb der Verfüllung eine Abdeckung aus Bodenmaterial erforderlich, das die Vorsorgewerte der BBodSchV einhält und gleichzeitig eine Mindestmächtigkeit von 2 m einschließlich der durchwurzelbaren Bodenschicht aufweist. Gleichzeitig ist ein Mindestabstand von ≥ 1 m zwischen Einbaubasis und maximalem Grundwasserspiegel einzuhalten. Bezüglich der spezifischen Einbaukriterien wird im einzelnen auf die VwV Boden verwiesen.

¹² BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN: ZRichtlinien für die umweltverträgliche Verwertung von von Ausbaustoffen mit teer-/pechtypischen Bestandteilen sowie für die Verwertung von Ausbauasphalt im Straßenbau – Ausgabe 2001, Fassung 2005.



7.3 Terrassensedimente

Die Untersuchung des Bodenmaterials aus den Terrassensedimenten im Bereich der ehemaligen Gleisanlagen an der Nordostseite ergab in der Mischprobe BK1-17/0.3-1.0m geringfügig erhöhte Chrom ges. und Nickelgehalte im Feststoff. Im Eluat waren Spuren des Herbizids Desethylatrazin nachweisbar. Vergleicht man die Analytikergebnisse mit den entsprechenden Zuordnungswerten der VwV Boden bzw. der Handlungshilfe Gleisschotter, resultiert eine Einstufung in die Einbaukonfiguration Z1.1. Das Aushubmaterial ist als unbelastet zu klassifizieren (AVV Schl.-Nr. 17 05 04, nicht gefährlicher Abfall) und kann bei bautechnischer Eignung in der entsprechenden Einbaukonfiguration verwertet werden. Es kann offen in technischen Bauwerken ohne weitere Sicherungsmaßnahmen eingebaut werden, d. h. unter wasserdurchlässigen Oberflächen ohne besondere Dichtfunktion. Dabei ist jedoch ein Mindestabstand von ≥ 1 m zwischen Einbaubasis und maximalem Grundwasserspiegel einzuhalten. Alternativ ist die Entsorgung auf einer Deponie der Deponieklasse 0 nach DepV möglich.

Im Gegensatz hierzu zeigte die Mischprobe MP2-B, die aus den Bohrungen BK2-17 und BK3-17 auf der Südwestseite entnommen worden war, weder relevante Feststoffkonzentrationen noch Auffälligkeiten in den Eluatparametern pH-Wert und elektrische Leitfähigkeit. Vergleicht man die Analytikergebnisse mit den entsprechenden Zuordnungswerten der VwV Boden, resultiert eine Einstufung in die Einbaukonfiguration Z0* IIIA. Hinsichtlich der Einbaukriterien wird auf die Ausführungen unter Pkt. 7.2 verwiesen. Die Analytikergebnisse sind im einzelnen der Anlage 4.3 zu entnehmen.

Da die relevanten Einbaukriterien der VwV-Boden im Standortbereich nicht erfüllt sind, ist eine Verwendung des Materials im Rahmen der geplanten Baumaßnahmen ausgeschlossen.

8.0 Kampfmittelproblematik

Basierend auf den bisherigen Erkenntnissen (Berichte [1], [2]) ist das gesamte Baufeld als Kampfmittelverdachtsfläche einzustufen, in der Blindgänger in Form von Abwurfmunition (Spreng-/Brandbomben) oder andere Kampfmittelreste vorhanden sein können. Um die Existenz potentieller Kampfmittel definitiv auszuschliessen bzw. bei deren Auftreten entsprechende Sicherungsmaßnahmen zu gewährleisten, sind vor Beginn der Tief- und Spezialtiefbaumaßnahmen weitere Untersuchungen erforderlich. Falls technisch realisierbar (Störsignale durch eventuellen Leitungsbestand und/oder Auffüllungen sowie erreichbare



Detektionstiefe) wird der Einsatz von geophysikalischen Oberflächensondierungen mittels Geomagnetik oder Zeitbereichselektromagnetik (TDEM) empfohlen. Letztere ist zwar aufwendiger und von geringerer Auflösungsgenauigkeit, jedoch weitgehend unempfindlich gegenüber Störquellen. Lokalisierte Verdachtsobjekte sind im Anschluß freizulegen und zu identifizieren.

Alternativ oder in Ergänzung zu den o. g. Verfahren müssen Überprüfung und Freigabe durch eine geophysikalische Tiefen- bzw. Bohrlochdetektion erfolgen. Die Bohrungen sind in einem festgelegten Raster auszuführen, die Abstände richten sich nach den eingesetzten Messsonden und den lokalen Signal-Rausch-Verhältnissen des Untergrundes. Nach den AH KMR¹³ sollten die Abstände der einzelnen Bohrungen 1.5 m nicht überschreiten und jeweils um den halben Abstand gegeneinander versetzt sein. Der KMBD empfiehlt bei der Überprüfung von Verdachtspunkten einen Rasterabstand von maximal 1.8 m. Bei Verbauarbeiten wie Spund- oder Trägerbohlwänden sind die Bohrungen in zwei Reihen parallel zur Verbauachse auszuführen, wobei die jeweiligen Ansatzpunkte versetzt anzuordnen sind. Bei vertikalen Traggliedern wie Bohrpfählen o. ä. sind bei Durchmessern > 50 cm insgesamt drei Bohrungen in einem Achsenabstand von 1 m erforderlich, die jeweils um 120° versetzt sind. Bei kleineren Durchmessern ist eine Bohrung in der Achse des Traggliedes ausreichend. Diese Vorgehensweise gilt auch für Baugrund- oder Altlastenuntersuchungen mittels Bohrungen oder Sondierungen. Bei der Überprüfung von Verdachtspunkten ist generell die Lageungengenauigkeit aus der Luftbildauswertung zu berücksichtigen.

Die Ausführung sämtlicher Arbeiten ist nur durch eine entsprechend den §§7 und 20 SprengG qualifizierte und autorisierte Fachfirma möglich.

Mössingen, den 20.09.2017

M. Mayle
Diplom-Geologe

¹³BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ, BAU UND REAKTORSICHERHEIT (Hrsg.): Arbeitshilfen Kampfmittelräumung (AH KMR); Baufachliche Richtlinien zur wirtschaftlichen Erkundung, Planung und Räumung von Kampfmittel auf Liegenschaften des Bundes –Stand Juli 2014.